

# 偏心钢支撑—钢筋混凝土框架的侧移和地震反应<sup>\*</sup>

石建光

叶志明

(厦门大学 土木工程系 厦门 361005)

(上海大学 土木工程系 上海 200036)

**摘要:** 通过对偏心支撑钢筋混凝土框架试验结果的分析以及性能设计和抗震设计位移控制的比较, 对其抗震设计中的变形和性能进行研究。为满足性能设计和三水准抗震设计要求, 偏心支撑框架结构的侧移限值应比纯框架结构更严格, 而且使得支撑的受压屈曲控制在第一水准位移后, 将有利于抗震性能的改善。由于偏心钢支撑的作用, 偏心支撑框架结构中柱的剪力明显减小, 侧向刚度增大, 从而有效地避免了框架结构在地震中柱的剪切破坏和过大的侧移。偏心支撑框架结构的地震反应如最大侧移、最大速度、最大加速度明显降低, 结果表明, K 型支撑是理想的抗震布置方式。

**关键词:** 钢筋混凝土框架 偏心支撑 侧移 抗震性能

## SEISMIC RESPONSE AND STORY-DRIFT OF REINFORCED CONCRETE FRAME WITH ECCENTRIC STEEL BRACE

Shi Jianguang

(Department of Civil Engineering, Xiamen University Xiamen 361005)

Ye Zhiming

(Department of Civil Engineering, Shanghai University Shanghai 200036)

**Abstract:** Depending on the experiment results analysis of the reinforced concrete frame eccentrically braced with steel (EBF structure) and drift limit comparison of performance-based design and three-stage seismic design, the deflection and behavior of EBF structure under seismic motion is discussed. From the point of three-stage principle of seismic design and performance-based design, the story-drift limit of EBF structure should be more strict than the pure frame. Because of the action of steel brace, the shear force of column in EBF structure is reduced and lateral stiffness of EBF structure is increased. The rupture of column and larger lateral deformation are avoided. It is also found that maximum deformation, acceleration, velocity and column shear of the EBF structure are obviously decreased comparing with the pure frame. The K-type brace is advantageous for the earthquake resistance.

**Keywords:** reinforced concrete frame eccentric steel brace deflection aseismic behavior

钢筋混凝土框架和底部一层或二层为钢筋混凝土框架的混合结构房屋为应用较广泛的结构形式。但在过去的历次震害和最近的地震<sup>[1]</sup>中, 尽管采用新的抗震规范, 这类结构仍然表现出如下的震害特点: 1) 水平刚度不足导致大的侧向变形, 引起非结构部件损坏; 2) 柱子剪切破坏; 3) 梁柱节点区域破坏。为改善钢筋混凝土框架的抗震性能或对震损钢筋混凝土结构修复加固, 设置支撑是一条有效的途径<sup>[2-3]</sup>。而且从降低震后修复加固费用和限制损坏区域的角度出发<sup>[4]</sup>, 设置支撑也是有力的措施。为使这种结构在设计或加固中确保满足抗震性能的要求, 在偏心钢支撑钢筋混凝土框架(EBF 结构)试验的基础上<sup>[5]</sup>, 对其抗震性能进行研究。

### 1 结构的侧向变形

不论结构设计还是结构加固, 侧向位移控制均是抗震设计的主要内容之一。大部分国家的抗震设计规范采用三水准设计, 对应不同的设计水准控制相应的侧向变形。近年来

基于性能的设计已经在 SEAOC Vision 2000、ATC 40、和 FEMA 273 及 FEMA 274 等一些设计指导文件中体现<sup>[6]</sup>, 不同的性能水平的结构侧向位移、地震频率和重现期<sup>[6]</sup>以及我国三水准的地震重现期<sup>[7]</sup>等如表 1 所示。

延性结构侧向变形的全过程可用图 1 所示的曲线表示, 三个水准的变形阶段分别位于弹性阶段(OA)、弹塑性阶段(AC)、倒塌阶段(CD)。B 点为结构处于弹塑性阶段的一点, 从结构状态判断, 一般指结构出现塑性铰。结构层间侧移角的极限可分别表示为  $\bar{\alpha}_e/h$ 、 $\bar{\alpha}_p/h$  和  $\bar{\alpha}_s/h$ , 其中  $\bar{\alpha}_e$ 、 $\bar{\alpha}_p$ 、 $\bar{\alpha}_s$  分别为弹性、弹塑性和屈服时的层间侧移,  $h$  为层高。抗震规范

<sup>\*</sup> 清华大学结构与振动教育部重点开放实验室资助项目(1997)。

第一作者: 石建光 男 1962 年 2 月出生 教授 上海大学在读博士研究生

E-mail: jgshi798@sohu.com

收稿日期: 2005-12-07

中的侧向位移角限值保证了不同设计水准下侧向角不超过侧移角极限。如 ATC—3 规程要求对重要结构层间侧移角限值为 1/150 其他结构为 1/100。日本规范要求为 1/200<sup>[9]</sup>。中国抗震规范<sup>[10]</sup> 建议弹性侧移角为 1/550, 而弹塑性侧移角为 1/50。可以看出, ATC—3 和日本规范建议的侧移角对应于  $\delta_p/h$ , 中国规范对应于  $\delta_e/h$  和  $\delta_y/h$ 。而性能设计中完好水平的

侧移角对应于  $\delta_e/h$ , 可以使用和生命安全水平的侧移角应小于  $\delta_p/h$ , 接近倒塌水平的侧移角对应于  $\delta_y/h$ 。可以看出, 不论规范还是性能设计, 对于完好和倒塌的控制基本一致, 对应结构状态明确, 而对中间的水准或性能尽管有明确的描述但缺乏明确的结构状态, 侧移角的控制差异较大。

表 1 不同性能水平要求的结构侧移角控制和地震水平

Table 1 The structural sway control and seismic level needed by different behavior levels

性能水平	状态	侧移角限值	地震频率	重现期/年	超越概率	三水准重现期/a
完好水平	无损坏	< 1/500	频繁	43	30a 为 50%	50(第一水准)
可以使用	可修	< 1/200	偶然	72	50a 为 50%	
生命安全	不可修	< 1/67	稀少	475	50a 为 10%	475(第二水准)
接近倒塌	严重损坏	< 1/40	非常稀少	970	50a 为 5% 或 100a10%	
倒塌		> 1/40	极其稀少	2 475	50a 为 2%	1 600~2 400(第三水准)

偏心支撑框架结构侧向位移的测试结果列于表 2 其中  $h$  为层高,  $\delta_p$  为结构中出现塑性铰时对应的变形, 称为弹塑性位移,  $\delta_y$  是按“能量等效”<sup>[18]</sup> 确定的屈服位移,  $\delta_u$  为承载力下降 15% 对应的极限位移, 偏心支撑框架 1 的  $\delta_u$  为支撑受拉侧位移。侧向荷载与位移曲线如图 2 所示。可以看出, 偏心支撑框架结构的侧移比纯框架的小, 支撑形式不同, 其弹

性极限位移角为 1/690~1/986, 其弹塑性位移角为 1/126~1/230, 其屈服位移角为 1/53~1/126。K 型支撑(人字形支撑)的各项位移接近框架, X 型支撑各项位移角很小, 不论与性能设计指标比较, 还是与规范指标比较, 都应对侧移角限值  $\delta_e/h$ 、 $\delta_p/h$  和  $\delta_y/h$  进行更严格的限制。

表 2 试验实测偏心支撑框架结构的侧向变形<sup>[5]</sup>

Table 2 The tested and measured lateral deformations of EBF structure

模型	$\delta_e/mm$	$\delta_e/h$	$\delta_p/mm$	$\delta_p/h$	$\delta_y/mm$	$\delta_y/h$	$\delta_u/mm$	$\delta_u/h$
框架	2.5	1/552	13	1/106	32	1/43	61	1/23
偏心支撑框架 1(Z 型)	1.9	1/726	8	1/173	25	1/55	47	1/29
偏心支撑框架 2(X 型)	1.4	1/986	6	1/230	11	1/126	25	1/55
偏心支撑框架 3(X 型)	1.4	1/986	7	1/197	15	1/92	30	1/46
偏心支撑框架 4(K 型)	2.0	1/690	11	1/126	26	1/53	65	1/21

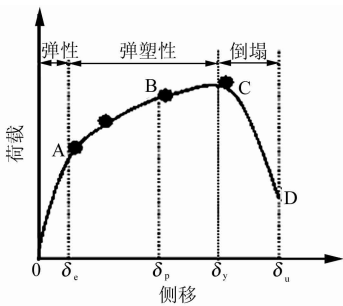


图 1 结构荷载—侧移关系曲线  
Fig. 1 Structural load-sway curve

2 偏心支撑框架结构中支撑的状态

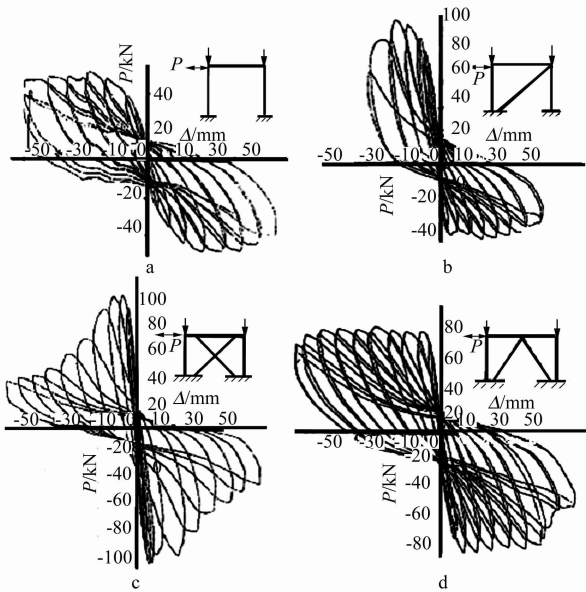
受压支撑有三种屈曲方式: 受弯屈曲、受扭屈曲、弯扭屈曲。对图 3 所示支撑截面, 在两端铰接、端部截面可以自由翘曲的情况下, 轴向屈曲受压力可以分别用如下公式计算。

1) 受弯屈曲  
绕  $x-x$  轴:

$$N_{Ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{l^2} \tag{1}$$

绕  $y-y$  轴:

$$N_{Ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{l^2} \tag{2}$$



a—框架; b—偏心支撑框架 1;  
c—偏心支撑框架 2; d—偏心支撑框架 4

图 2 侧向荷载与位移曲线

Fig. 2 Lateral load-displacement curve

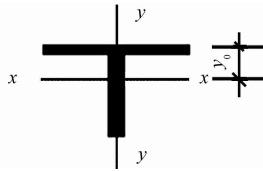


图3 支撑的截面

Fig. 3 Braced section

2) 受扭屈曲

$$N_w = \frac{1}{i_0^2} \left( \frac{\pi^2 E I_w}{L^2} + G I_t \right) \quad (3)$$

3) 弯扭屈曲

$$N_0 = \frac{1}{2K} [N_w + N_{E,y} - \sqrt{(N_w + N_{E,y})^2 - 4K N_w N_{E,y}}] \quad (4)$$

其中  $K = 1 - \left( \frac{y_0}{i_0} \right)^2$   $i_0 = \sqrt{\frac{I_p}{A} + y_0^2}$   $I_p = I_x + I_y$   
 式中,  $E$  为钢支撑弹性模量;  $G$  为钢支撑剪切模量;  $I_x$  为绕  $x-x$  轴截面惯性矩;  $I_y$  为绕  $y-y$  轴截面惯性矩;  $I_t$  为截面扭转惯性矩;  $I_w$  为部分截面矩;  $A$  为截面面积;  $L$  为钢支撑长度。

由式(1)~式(4)可以计算出支撑的屈曲荷载,如表3所列,其中  $N_u$  是支撑极限荷载。从表3可以看出,绕  $y-y$  轴受弯屈曲和弯扭屈曲是最容易发生的,而且绕  $y-y$  轴受弯屈曲的应力水平很低,仅为0.17和0.24。为确定支撑在受力过程中的状态,简化后的支撑变形与结构侧移的关系如图4所示,当忽略柱的轴向变形时,可以导出支撑应变  $\epsilon_s$  与结构侧移  $\delta$  的关系为:

$$\epsilon_s = \frac{\sqrt{(b + \delta)^2 + h^2} - \sqrt{b^2 + h^2}}{\sqrt{b^2 + h^2}} \quad (5)$$

表3 支撑屈曲荷载

Table 3 Buckling load of brace

模型	$N_{E,x}/kN$	$N_{E,y}/kN$	$N_w/kN$	$N_0/kN$	$N_{E,y}/N_u$
偏心支撑框架1(Z型)	23.69	22.67	9158.4	22.65	0.17
偏心支撑框架2	23.69	22.67	9158.4	22.65	0.17
偏心支撑框架3(X型)	23.69	22.67	9158.4	22.65	0.17
偏心支撑框架4(K型)	34.8	33.27	9158.6	33.24	0.24

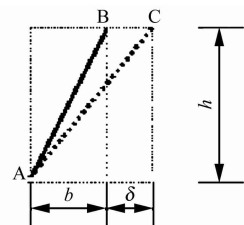


图4 支撑变形与层间侧移的关系

Fig. 4 The bracing deformation-interlayer sway

将表2中测得的弹性极限位移、屈服位移代入式(5)可以计算出弹性极限位移对应的应力,如表4所列,应力水平为0.37~0.26,除偏心支撑框架4的K型支撑长度较短,支撑屈曲接近开裂外,其他在达到弹性极限位移前均已发生受压屈曲。而在达到屈服位移前,支撑都已经受拉屈服,这与

支撑选择有关。从三水准抗震设计考虑,支撑的受压屈曲应控制在弹性极限位移达到之后,这可以通过调节支撑的尺寸实现。

表4 层间侧移为  $\delta_e$  时的支撑应力和荷载

Table 4 The brace stress and load of interlayer sway  $\delta_e$

模型	$\delta_e / mm$	$\sigma / MPa$	$N / kN$	$N/N_u$
偏心支撑框架1(Z型)	1.9	151	49.8	0.37
偏心支撑框架2(X型)	1.4	103	34.0	0.25
偏心支撑框架3(X型)	1.4	103	34.0	0.25
偏心支撑框架4(K型)	2.0	105.2	34.7	0.26

3 动力分析过程及分析结果

为确定偏心支撑框架结构的地震反应,在静力分析的基础上,将柱顶作用压力作为等效质量,用动力分析软件DYNA2E<sup>[11]</sup>对试验模型进行了分析。支撑和柱在底部固定,构件质量等效成集中质量,模型如图5所示。分析中考虑了以下因素和处理方法:

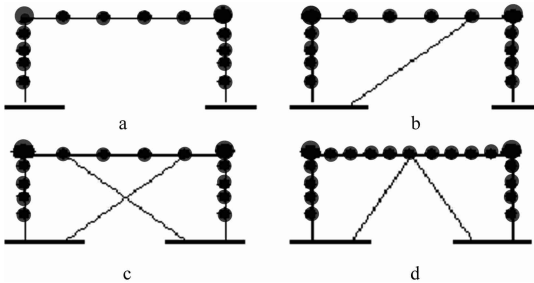


图5 动力分析模型

Fig. 5 Model of dynamic analysis

1) 钢筋混凝土的弯矩—曲率骨架曲线采用三折线,钢筋屈服和混凝土压碎时的曲率采用冯世平<sup>[12]</sup>建议的如下公式:

$$\Phi_y = (1 + 0.9 \xi_y) \times 10^{-3} \quad (6)$$

$$\Phi_u = (8 - 18 \xi_u) \times 10^{-3} \quad (7)$$

式中,  $\xi_y$  和  $\xi_u$  是钢筋屈服和混凝土压碎时混凝土截面受压区高度与截面有效高度的比值。

2) 考虑到柱中弯矩与轴力的相互作用,柱的滞回模型为退化的三折线模型,每步的加载都要进行修正。

3) 钢支撑的模型采用非对称双折线模型,考虑到支撑受压很小时就发生屈曲,忽略支撑的受压作用,受拉屈服点为钢材的屈服拉力对应的应力。

4) 地面运动加速度采用 El Centro 1940 NS 波。

5) 用 Newmark- $\beta$  法计算地震反应。

6) 柱顶压力作为等效质量作用于柱顶。

7) 最大加速度采用  $3.145m/s^2$ 。

计算的地震反应如最大位移、最大速度、最大加速度列于表5中,反应基本在弹性阶段,基本没有混凝土开裂。

从计算结果可以看出:

1) 有支撑框架的最大位移明显降低,X型支撑的位移仅

为纯框架的 0.238 而 K 型支撑框架为纯框架的 0.435。

2) 有支撑框架的最大速度明显降低, X 型支撑的速度仅为纯框架的 0.213 而 K 型支撑框架为纯框架的 0.385。

3) 有支撑框架的最大加速度基本相同, 与地面最大加速度基本一致。

4) 偏心支撑框架柱的最大地震反应剪力明显降低, Z 型支撑中梁的剪力增大。K 型支撑中梁的剪力是纯框架的 0.4, 柱的剪力是纯框架的 0.6, 因为钢支撑承担了较大的水平剪力。

表 5 地震作用下结构的最大地震反应

Table 5 The maximum seismic response of the structure under earthquake

试件	最大位移/ mm	最大速度/ (mm·s <sup>-1</sup> )	最大加速度/ (mm·s <sup>-2</sup> )	柱最大剪力/ kN	梁最大剪力/ kN
框架	0.070	5.474	327.6	0.773	0.295
偏心支撑框架 1	0.030	1.991	311.5	0.342	0.415
偏心支撑框架 2	0.017	1.157	311.5	0.236	0.209
偏心支撑框架 3	0.017	1.157	311.5	0.236	0.209
偏心支撑框架 4	0.031	2.088	311.3	0.287	0.070

4 结 语

1) 偏心支撑框架结构的侧移比纯框架的要小, 所以抗震设计时其层间侧移角的限值应比纯框架更严格, 偏心支撑框架结构的  $\delta_e/h$  为 1/690~1/986,  $\delta_p/h$  为 1/126~1/230,  $\delta_y/h$  为 1/53~1/126。但 K 型支撑与纯框架的侧移比很接近。

2) 受压支撑的屈曲在应力很小时就发生, 应力水平为 0.26~0.37。支撑的屈曲可以通过调节支撑尺寸进行控制, 使其在侧移达到  $\delta_e$  后和  $\delta_p$  前发生屈曲对抗震是有利的。

3) X 型支撑的位移仅为纯框架的 0.238, 而 K 型支撑框架为纯框架的 0.435。X 型支撑的速度仅为纯框架的 0.213, 而 K 型支撑框架为纯框架的 0.385。

4) 偏心支撑框架柱的最大地震反应剪力明显降低。K

型支撑中梁的剪力是纯框架的 0.4, 柱的剪力是纯框架的 0.6。

5) 综合考虑偏心支撑框架结构的性能改善, K 型支撑即人字形支撑是加强结构抗震性能的有效途径。

参考文献

1 黄南冀, 张锡云, 姜梦香, 等. 日本阪神大地震建筑震害分析与加固技术. 北京: 地震出版社, 2000

2 Kawamata, Shigeya, Ohnuma et al. Strengthening Effect of Eccentric Steel Braces to Existing Reinforced Concrete Frames //Proceedings of the 2nd Seminar on Repair and Retrofit of Structures. Sendi and Tsukuba, 1981; 120-125

3 Bouadi A, Engelhardt M D, Jirsa J O, et al. Use of Eccentric Steel Bracing for Strengthening of R/C Frames //Proceedings of the Symposium on Structural Engineering in Natural Hazards Mitigation. Irvine, CA, USA; 1993; 34-41

4 Shunasaki Otani. Lessons Learned from Past Earthquakes //Proceedings of Fourth Turkish National Conference on Earthquake Engineering. Ankara, Turkey; 1997; 67-72

5 石建光. 有支撑组合框架结构体系的性能分析研究(EBRCF) //结构工程与振动研究报告集. 北京: 清华大学出版社, 2003; 28-34

6 Ahmed Ghobarah. Performance-Based Design in Earthquake Engineering; State of Development. Engineering Structures, 2001(23); 878-884

7 毋剑平, 白雪霜, 孙建华. 不同设计使用年限下地震作用的确定方法. 工程抗震, 2003(2); 36-39

8 Lu Yong, Hao Hong, Arydis P G, et al. Seismic Performance of RC Frames Designed for Three Different Ductility Levels. Engineering Structures, 2001(23); 537-547

9 Minoru Wakabayashi. Design of Earthquake-Resistant Building. New York: McGraw-Hill Book Company, 1986

10 GB 50011-2001 建筑抗震设计规范

11 CRC Research Institute. DYNA2E V6.2. 1999

12 冯世平. 钢筋混凝土屈服后性能研究: [博士学位论文]. 北京: 清华大学, 1985

(上接第 75 页)

由图 3 可看出, 在沉桩过程中, 地表隆起量随桩入土深度增加并不是线性增加, 而是在开始阶段增加的梯度大, 在桩沉入一定深度后, 隆起量增加的梯度逐步衰减; 且随着桩顶直径的增大, 桩周土表面所产生的隆起量增大。

3 结 论

1) 等截面桩在沉桩过程中产生地表隆起, 且距离桩轴线 1 倍~2 倍桩径处隆起量最大, 其影响范围约 3 倍~6 倍桩径。

2) 在相同的地质条件下, 楔形桩对桩周土的挤土效应比等截面桩大, 桩顶直径越大, 桩周土地表隆起量越大, 其最大隆起量离桩轴线距离约为 1 倍~2 倍桩顶直径处, 其大小约为桩顶直径的 6%~8%。

3) 随着桩轴线距离的增大, 楔形桩桩周土表面隆起量衰

减的速度比等截面桩要快。

参考文献

1 陈 文, 施建勇, 龚友平, 等. 饱和黏土中静压桩沉桩机理及挤土效应研究途径. 水利水电科技进展, 1999(6); 28-41

2 Housel W S, Burkey J R. Investigation to Determine the Driving Characteristics of Piles in Soft Clay //Proc. Conf S M & F E. New York; 1948; 146-154

3 Cummings A S, Kerkhoff G O, Peck R B. Effect of Driving Piles in Soft Clay. Trans ASCE, 1950; 115; 275-286

4 Randolph M F, Steenfelt J S, Worth C P. The Effect of Pile Type on Design Parameter for Driven Piles //Proc. Seventh European Conf on Soil Mechanics and Foundation in Engineering. Brighton; 1979; 114-207

5 Steenfelt J S, Randolph M F, Worth C P. Instrumented Model Piles Jacked into Clay //Proc. 10th Int Conf on Soil Mechanics and Foundation in Engineering. Stockholm, Sweden; 1981; 857-864

6 徐建平, 周 健, 许朝阳, 等. 沉桩挤土效应的模型试验研究. 岩土力学, 2000, 21(3); 235-238